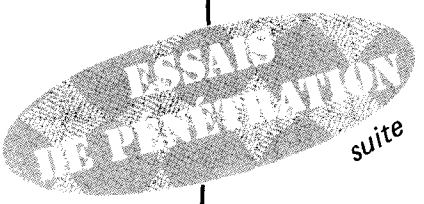

Calcul de la capacité portante des pieux à partir des essais au pénétromètre statique

Michel BUSTAMANTE
Docteur-ingénieur

Luigi GIANESELLI
Technicien

Section des fondations
Laboratoire central des Ponts et Chaussées

RÉSUMÉ

L'exécution d'un nombre important d'essais de chargement de pieux en vraie grandeur a fourni les données expérimentales permettant de vérifier la validité des méthodes de dimensionnement basées sur l'interprétation des essais de pénétromètres statiques (CPT).

Les essais de chargements ont été réalisés sur des pieux forés, battus ou injectés (sous haute pression). Plus de la moitié des pieux essayés étaient équipés d'extensomètres amovibles afin de pouvoir mesurer la résistance de pointe et le frottement latéral unitaire.

Les auteurs ont vérifié en particulier la validité de la méthode de prévision de la portance utilisée par les Laboratoires des Ponts et Chaussées et qui repose sur les propositions de Dinesh Mohan pour le calcul du frottement latéral (coefficient α), et de Begemann pour le calcul de la résistance de pointe (facteur de portance k_C).

Tous les pieux essayés furent chargés jusqu'à la charge limite.

La comparaison des valeurs mesurées et des valeurs de calcul, α et k_C, a conduit à réajuster ces dernières. On notera que l'on a été amené à réduire nettement les valeurs de k_C. L'analyse des résultats obtenus a montré l'importance de la technique d'installation des pieux et de leur influence sur la portance.

Les nouvelles règles de dimensionnement proposées reposent sur une classification originale des sols fonction de la résistance de pointe q_C.

MOTS CLÉS : *42 - Calcul - Portance - Pieu - Essai de pénétration statique - En place - Prévision - Résistance (mater.) - Pied - Frottement.*

La méthode de dimensionnement des pieux à partir des essais au pénétromètre statique présentée dans cet article a été élaborée en 1981. *Depuis cette date, de nouveaux essais de chargement de pieux ont été réalisés sur différents sites et leur interprétation a permis de préciser certains aspects de leur comportement. Ce nouvel apport a conduit les auteurs à modifier la méthode développée ici dans le sens d'une plus grande simplification au niveau de l'utilisation de la méthode, notamment en ce qui concerne le calcul du frottement latéral.*
La nouvelle version de la méthode de dimensionnement à partir des essais au pénétromètre statique fera l'objet d'un prochain article.
NDLR

Bien que la littérature relative à la prévision de la portance des pieux soit abondante, et les méthodes de calcul proposées fort nombreuses, tout paliste averti sait que prévoir la capacité portante de manière à ce que celle-ci soit raisonnablement proche, ne serait-ce qu'à 20% près de la portance réelle, reste toujours très difficile.

Les divergences observées entre portance réelle et portance calculée s'expliquent par le fait que les méthodes de calcul actuelles ont été élaborées à partir de données expérimentales insuffisantes. Les causes essentielles limitant la portée ou la représentativité de la plupart des méthodes de calcul existantes sont les suivantes :

– trop faible nombre de pieux et de techniques de mise en œuvre pris en compte au niveau de l'élaboration de la méthode proposée,

– médiocrité de l'instrumentation ne permettant pas de distinguer la part d'effort repris par le frottement latéral ou par la pointe du pieu,

– méconnaissance totale ou imparfaite de la géométrie des pieux mais aussi des modules équivalents du matériau constitutif,

– enfin, absence de suivi des conditions de confection ou d'installation des pieux.

On distingue, parmi les méthodes de prévision de la capacité portante des pieux isolés, sollicités verticalement, les trois méthodes suivantes :

– les méthodes dites dynamiques reposant sur l'interprétation des données du battage et donc limitées aux seuls pieux battus,

– les méthodes basées sur l'utilisation des paramètres c et φ mesurées en laboratoire sur échantillons supposés intacts,

– les méthodes utilisant les résultats des essais in situ, obtenus à la suite de sondages pénétrométriques de type dynamique (SPT, par exemple) ou quasi statiques (CPT), mais aussi pressiométriques.

Les deux dernières méthodes de calcul (CPT et pressiométrique), énoncées dans les années soixante [1], [2], [3], [4], ont été adoptées en 1972 par le document FOND. 72 [5], auquel on se réfère toujours actuellement en France pour tous calculs de fondations en matière d'ouvrages d'art. Toutefois, à partir de 1964, le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées a entamé une étude systématique de la validité de ces deux méthodes de prévision.

L'exécution d'un nombre important d'essais de chargement en vraie grandeur, après comparaison des portances réelles et calculées, devait fournir les données expérimentales nécessaires au réajustement des deux méthodes citées.

On se limitera ici à ne présenter que les conclusions et propositions relatives à la méthode pénétrométrique statique, la formulation de nouvelles règles relatives à la méthode pressiométrique ayant fait l'objet d'articles récents [6].

DONNÉES EXPÉRIMENTALES ET REMARQUES SUR LES ESSAIS PÉNÉTROMÉTRIQUES (CPT)

Les règles pénétrométriques, proposées par les auteurs de la présente communication, reposent sur l'interprétation d'un ensemble de 197 essais de chargement (ou arrachement) statiques en vraie grandeur dont 172 ont été effectués par les laboratoires des Ponts et Chaussées. Les essais ont intéressé 96 fondations profondes réparties sur 48 sites, regroupant des sols aussi divers que les argiles, les limons, les sables, les graves ou même les rochers altérés, mais également des vases, des tourbes, des craies plus ou moins altérées, des marnes.

Le tableau I donne un aperçu des différents types de fondations prises en compte. On constate que les pieux forés y sont de loin le mieux représentés, ce qui

TABLEAU I

Types de fondations profondes	Nombre de pieux	Plage des diamètres (cm)	Longueurs des pieux (m)
Forées	55	42 à 150	6 à 44
Battues	31	30 à 64	6 à 45
Injectées	8	11 à 70	10 à 31
Barrettes	1	220 × 60	30
Puits	1	200	12

s'explique par la prédominance actuelle de ce type de fondations en France (environ 68 % du total). Point important, la quasi-totalité des fondations a été mise en œuvre par des entreprises de fondations spécialisées suivant les techniques usuelles de chantier et presque toujours dans le cadre d'essais préalables entrepris pour dimensionner au plus juste les fondations profondes d'ouvrages réels.

En ce qui concerne les pieux forés (tarière, bucket, Hammergrab, trépan, soupape) ceux-ci regroupaient des pieux forés simples, tubés en totalité ou en partie, forés à la boue ou à l'eau claire. Les pieux battus (ou vérinés) regroupaient des pieux métalliques H ou tubulaires à base fermée, en béton armé de section pleine. On notera, toutefois, que les barrettes sont insuffisamment représentées et que certains types de pieux, comme par exemple les pieux tubulaires précontraints ou tubulaires métalliques à base ouverte, n'ont pas pu être essayés pour l'instant. Néanmoins, au niveau des propositions ultérieures, on se prononcera sur leur mode de calcul, considérant que leur comportement peut être assimilé, sans trop de risque, à celui de fondations dont on a pu étudier expérimentalement le comportement.

Sur la presque totalité des sites où ont travaillé les laboratoires des Ponts et Chaussées, soit 39, on s'est efforcé, préalablement à l'installation des pieux ou leur chargement, de réaliser la gamme complète d'essais de reconnaissance des sols : pressiométriques (sonde Ménard) et pénétrométriques statiques. Lorsque le prélèvement d'échantillons intacts était possible, on a tenté de réaliser en laboratoire les essais permettant de déterminer les valeurs de c et de φ.

Le tableau II offre, pour l'ensemble des sites une bonne idée de la faisabilité et de la représentativité des différents types d'essais.

En ce qui concerne les essais en place, le tableau II est très parlant, il montre que :

– quelle que soit la nature du sol et sa compacité, les essais pressiométriques s'avéraient être pratiquement toujours réalisables et exploitables,

– sur 64 % environ des sites, les essais pénétrométriques statiques (CPT) n'étaient pas possibles.

La nature d'une bonne partie des sols rencontrés sur le territoire français, du fait de leur structure complexe (modules ou blocs, cimentations partielles), de leur

TABLEAU II

Types d'essai entrepris (paramètre caractéristique)	Total des sites	Essais effectivement réalisés	Essais jugés exploitables ou représentatifs après coup	Essais considérés partiels ou inexploitables (1)	Essais jugés non réalisables à priori	Essais possibles non réalisés mais offrant la certitude de la représentativité
Pressiomètre Ménard (p_l)	39	37	34	3	0	2
Pénétromètre statique (q_c)	39	21	12	9 (refus)	16 (sols trop raides)	2
Laboratoire (c, φ)	39	16	7	9 (trop grande dispersion)	15	8

(1) La raison principale figurant entre parenthèses.

compacité importante (marnes ou argiles raides, graves et roches altérées) explique les difficultés, voire même l'impossibilité, rencontrées au niveau de la mise en œuvre des essais pénétrométriques statiques (CPT).

PROGRAMME DE CHARGEMENT ET MÉTHODOLOGIE D'INTERPRÉTATION

Tous les pieux essayés étaient axialement sollicités. Dans le cas où un même pieu a fait l'objet de plusieurs essais il n'a été tenu compte que des résultats provenant du premier chargement. Cela pour éliminer l'incidence du facteur temps.

Les fûts de 57 pieux (31 sites) ont été instrumentés dans le but de pouvoir établir, entre autres, la part d'effort reprise par la résistance de pointe et le frottement latéral. Dans la majorité des cas, les pieux étaient équipés d'extensomètres amovibles [7]. Chaque fois que cela a été possible, vu l'incidence de la valeur du module d'élasticité E du matériau constitutif du fût sur l'évaluation des efforts, on a mesuré ce paramètre sur des éprouvettes prélevées directement au sein du fût. De même tous les moyens ont été mis en œuvre pour définir la géométrie réelle du fût.

Autre point important, la totalité des essais réalisés par le réseau des laboratoires des Ponts et Chaussées a été conduite suivant les directives du mode opératoire de l'essai statique des LPC [8].

On rappellera que selon ce document, l'essai consiste à éprouver une fondation par paliers de charges croissants d'égales intensités et durées (60 ou 90 min), sans déchargements intermédiaires (fig. 1 *a*). Au niveau de l'interprétation, il est prescrit de tracer la relation caractéristique $\alpha - Q$ (fig. 1 *b*) de laquelle on déduit la charge critique de fluage Q_C [9], [10].

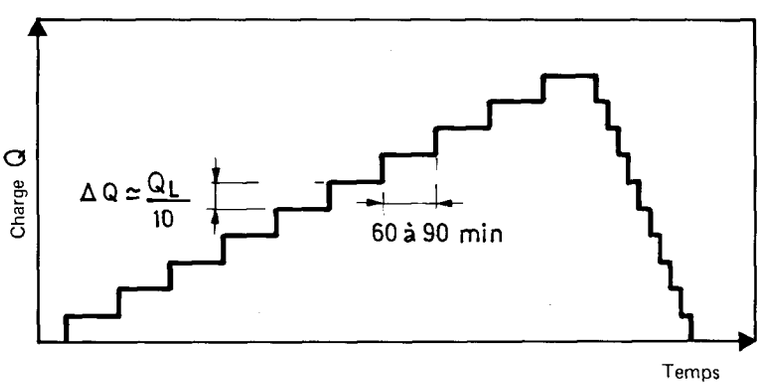

Fig. 1a — Programme de chargement selon le mode opératoire des LPC.

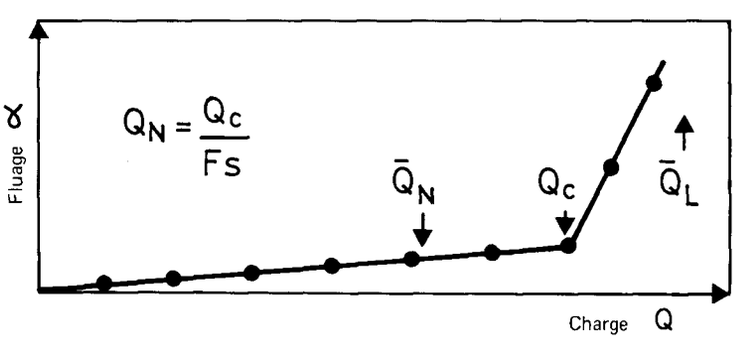

Fig. 1b — Détermination de la charge critique de fluage Q_c.

PRINCIPES DE LA MÉTHODE PÉNÉTROMÉTRIQUE

Il convient, avant de proposer toute nouvelle règle de calcul, de rappeler brièvement les principes sur lesquels repose la méthode pénétrométrique adoptée par le document FOND. 72 [5] mais, rappelons-le, énoncée par Begemann [1] et Van Der Ween [2] pour le calcul de la résistance de pointe et Dinesh Mohan [3] pour le calcul du frottement latéral.

La charge limite calculée Q_L d'une fondation profonde est la somme de deux termes (fig. 2) :

$$Q_L = Q_L^P + Q_L^F \quad \text{(kN)}$$

où :

Q_L^P : résistance limite sous la pointe (kN),

Q_L^F : somme du frottement limite sur toute la hauteur du fût (kN).

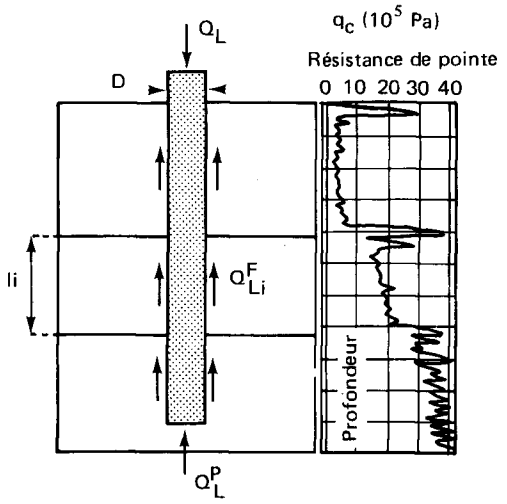

Fig. 2

Dans le cas général d'un multicouche pour lequel on connaît, en fonction de la profondeur, la distribution des résistances de pointe q_c (fig. 2), chacun de ces termes sera calculé à partir des formules ci-après :

$$Q_L^P = q_{ca} k_c \cdot \frac{\pi D^2}{4} \quad \text{(kN)}$$

$$Q_L^F = \sum_1^i Q_{Li}^F = \sum_1^i q_{si} \cdot \pi D l_i \quad \text{(kN)}$$

où successivement :

q_{ca} : résistance de pointe équivalente au niveau de la pointe,

k_c : facteur de portance pénétrométrique,

D : diamètre de la fondation (m),

q_{si} : frottement latéral limite unitaire au droit de la couche i (kN/m^2),

l_i : épaisseur de la couche i (m).

La valeur de la charge nominale calculée Q_N du pieu s'obtient en adoptant un coefficient de sécurité de 3 pour la résistance de pointe, et de 2 pour le frottement latéral, soit :

$$Q_N = \frac{Q_L^P}{3} + \frac{Q_L^F}{2} \quad \text{(kN)}$$

PARAMÈTRES CARACTÉRISTIQUES DE LA PORTANCE

Comme on peut le constater, ce sont les paramètres k_c et q_{si} qui conditionnent toute la représentativité de la méthode de calcul proposée. Le choix de la valeur moyenne q_{ca} n'est pas non plus sans importance. On définira donc la manière de chiffrer k_c, q_{si}, q_{ca} tout en précisant les conditions et les limites d'application de chacun de ces paramètres.

Résistance de pointe équivalente q_{ca}

Celle-ci correspond en fait à une moyenne arithmétique des résistances q_c mesurées sur une hauteur comprise entre $+nD$, au-dessus de la pointe, et $-nD$ au-dessous de la pointe.

Dans la pratique, le calcul de la résistance de pointe équivalente q_{ca} est effectué en plusieurs temps. Dans un premier temps on procède à une opération de lissage de la courbe des résistances de pointe q_c de manière à supprimer les irrégularités locales de la courbe brute. Pour des raisons de sécurité, on fait alors passer la courbe lissée plus près des creux que des pics de la courbe brute.

Dans un deuxième temps, partant de la lissée on calcule q'_{ca} qui est la moyenne des résistances lissées entre les cotes $-a$ et $+a$ et où $a = 1{,}5\,D$ (fig. 3).

Enfin, la résistance de pointe équivalente q_{ca} est calculée après écrêtage de la courbe lissée. L'écrêtage est conduit de manière à éliminer sous la pointe les valeurs supérieures à 1,3 q'_{ca} alors qu'au-dessus de la pointe on élimine les valeurs supérieures à 1,3 q'_{ca} et inférieures à 0,7 q'_{ca} (fig. 3).

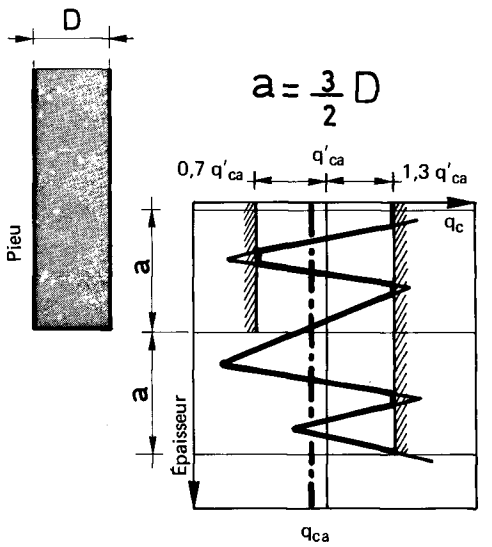

Fig. 3

Il va de soi que l'ensemble des opérations de calcul destinées à déterminer q_{ca} est effectué dans la pratique sur machine.

Facteur de portance pénétrométrique k_c

Les différentes valeurs de ce facteur, établies à partir des essais de chargement en vraie grandeur, sont données dans le tableau III.

TABLEAU III

Méthode pénétrométrique.
Valeurs des facteurs de portance k_c pour le calcul de la résistance de pointe limite Q_L^P.

Nature du sol	q_c (10^5 Pa)	Facteur de portance k_c	
		Groupe I	Groupe II
Argile mole et vase	<10	0,40	0,50
Argile moyennement compacte	10 à 50	0,35	0,45
Limon et sable lâche	$\leqq 50$	0,40	0,50
Argile compacte à raide, Limon compact	>50	0,45	0,55
Craie molle	$\leqq 50$	0,20	0,30
Sable et grave moyennement compacts	50 à 120	0,40	0,50
Craie altérée à fragmentée	>50	0,20	0,40
Sable et grave compacts à très compacts	>120	0,30	0,40

Comme on peut le constater, les valeurs k_c dépendent de la nature du sol et de sa compacité (q_c) mais aussi, et le point est important, des différentes techniques de mise en œuvre des pieux.

Chacune de ces techniques est rattachée à l'un des deux groupes comprenant respectivement [11] :

– *Groupe I*
- les pieux forés simples.
- les pieux forés tubés,
- les pieux forés à la boue,
- les pieux forés à la tarière creuse,
- les micropieux de type I (injectés sous faible pression),
- les puits,
- les barrettes.

– *Groupe II*
- les pieux vissés moulés,
- les pieux battus enrobés (injectés sous faible pression),
- les pieux battus préfabriqués,
- les pieux métalliques battus,
- les pieux tubulaires précontraints,
- les pieux battus pilonnés,
- les pieux battus moulés,
- les pieux en béton foncés,
- les pieux en métal foncés,
- les micropieux de type II (ou pieux de petits diamètres injectés sous haute pression, de diamètres <250 mm),
- les pieux injectés sous haute pression, de gros diamètre.

En ce qui concerne les pieux battus, et notamment les pieux métalliques battus, tubulaires, précontraints ou en métal foncés, la valeur correspondante de k_c s'applique sans réserve aux pieux à base fermée. Pour les profilés H ou pieux tubulaires à base ouverte, les valeurs k_c du tableau III ne seront retenues intégralement que dans la mesure où l'on pourra démontrer, soit en se référant à des cas analogues, soit de préférence à la suite d'un essai de chargement en vraie grandeur, qu'il y a formation d'un bouchon sous la pointe du pieu, pouvant reprendre l'équivalent des efforts d'une pointe dont la section serait déterminée par le périmètre circonscrit.

On notera que les nouvelles valeurs k_c sont en moyenne deux fois inférieures à celles présentées par le document FOND. 72. En effet, comprises anciennement entre 1,0 et 0,7, les nouvelles valeurs oscillent actuellement entre 0,2 et 0,55. Il est intéressant de constater que cette réduction reflète bien le fait que la part d'effort reprise par la pointe d'une fondation profonde est beaucoup moins importante que ne le laissaient présumer les méthodes de calcul habituelles.

On notera aussi que les valeurs k_c du tableau III sont données pour des longueurs de fiche du pieu au moins égales à la profondeur d'ancrage critique. Pour l'ensemble des cas étudiés, on a vérifié que cette condition était satisfaite.

La figure 4 montre pour quelques cas caractéristiques où se situent les valeurs mesurées k_c par rapport à la plage de valeurs prescrites par le document FOND. 72.

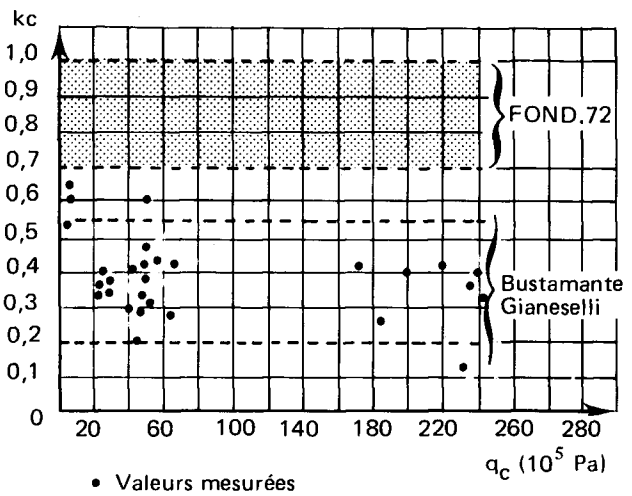

Fig. 4

Frottement latéral unitaire limite q_{si}

Pour chaque couche i, le frottement latéral unitaire limite q_s est calculé en divisant la résistance de pointe q_c correspondant au niveau donné par un coefficient α, lequel permet de tenir compte de la nature du sol

et des modes d'installation ou de confection des pieux :

$$q_s = \frac{q_c}{\alpha}$$

Les différentes valeurs des coefficients α, qui figurent dans le tableau IV, constituent des valeurs moyennes tirées des essais de chargement.

Le tableau IV distingue trois catégories principales de mise en œuvre, dans lesquelles entrent les différents types de pieux :

- *Catégorie I A :*
  - pieux forés simples,
  - pieux forés à la boue,
  - pieux forés à la tarière creuse,
  - pieux vissés moulés,
  - micropieux du type I,
  - puits,
  - barrettes.
- *Catégorie I B :*
  - pieux forés tubés (fût béton ou métal),
  - pieux battus moulés.
- *Catégorie II A :*
  - pieux battus préfabriqués,
  - pieux tubulaires précontraints,
  - pieux béton foncés.
- *Catégorie II B :*
  - pieux métalliques battus,
  - pieux métal foncés.
- *Catégorie III A :*
  - pieux battus enrobés,
  - pieux battus pilonnés.
- *Catégorie III B :*
  - pieux injectés sous haute pression de diamètre supérieur à 250 mm,
  - micropieux du type II.

On notera que les catégories III A et III B figurent directement dans la rubrique des valeurs maximales de frottement unitaire limite q_s à ne pas dépasser. Ces valeurs limites, données d'ailleurs pour tous les types de pieux, s'imposent en raison des dispersions auxquelles peuvent conduire la prise en compte de la résistance de pointe q_c peu représentative (pics correspondant à la présence d'éléments durs localisés, non respect des vitesses de pénétration standardisées, mauvais état des pointes, surpression interstitielle, déviation des tiges de fonçage, etc.) [12], [13].

On notera enfin, qu'en ce qui concerne les valeurs maximales q_s proposées par le même tableau IV, dans certains cas on donne deux valeurs :

– la première correspond à une mise en œuvre n'offrant que très peu de garantie quant à la qualité de l'exécution,

– la seconde par contre, figurant entre parenthèses, correspond à une exécution très soignée et un choix de technologie susceptible de remanier au minimum le sol au contact du fût et capable d'assurer des valeurs de frottement optimales.

C'est ainsi que pour des chantiers importants, où l'on envisage la mise en œuvre d'un nombre important de pieux, il est vivement conseillé de vérifier expérimentalement, par un ou plusieurs essais préalables de chargement en vraie grandeur, s'il n'est pas possible de retenir les valeurs maximales de frottement q_s indiquées au tableau IV. Dans beaucoup de cas, l'adoption des valeurs maximales conduira à des gains qui compenseront, plus que largement, les dépenses occasionnées par la réalisation de pareils essais.

D'une manière générale, au niveau de l'application des valeurs du tableau IV, il n'y a pas lieu de procéder à des abattements pour tenir compte du diamètre du pieu ou plus précisément du rayon de courbure de la fondation. L'analyse de l'ensemble des essais réalisés ne permet pas de conclure que le rayon de courbure ait une quelconque incidence sur la valeur de q_s.

On notera que les valeurs figurant aux tableaux III et IV sont, dans l'ensemble, du même ordre que celles proposées par Philipponnat [14].

TABLEAU IV

Valeurs des coefficients α pour le calcul du frottement limite Q_L^F pour les trois catégories de mise en œuvre.

Nature du sol	q_c (10^5 Pa)	Coefficient α				Valeurs maximales de q_s (10^5 Pa)					
		I A	I B	II A	II B	I A	I B	II A	II B	III A	III B
Argile molle et vase	< 10	30	30	30	30	0,15	0,15	0,15	0,15	0,35	–
Argile moyennement compacte	10 à 50	40	80	40	80	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	0,35	0,8	≧1,20
Limon et sable lâche	≦50	60	150	60	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	–
Argile compacte à raide, Limon compact	> 50	60	120	60	120	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	(0,8) 0,35	0,35	0,8	≧2,0
Craie molle	≦50	100	120	100	120	0,35	0,35	0,35	0,35	0,8	–
Sable et grave moyennement compacts	50 à 120	100	200	100	200	(1,2) 0,8	(0,8) 0,35	(1,2) 0,8	0,8	1,20	≧2,0
Craie altérée à fragmentée	> 50	60	80	60	80	(1,5) 1,2	(1,2) 0,8	(1,5) 1,2	1,20	1,5	≧2,0
Sable et grave compacts à très compacts	> 120	150	300	150	200	(1,5) 1,2	(1,2) 0,8	(1,5) 1,20	1,20	1,5	≧2,0

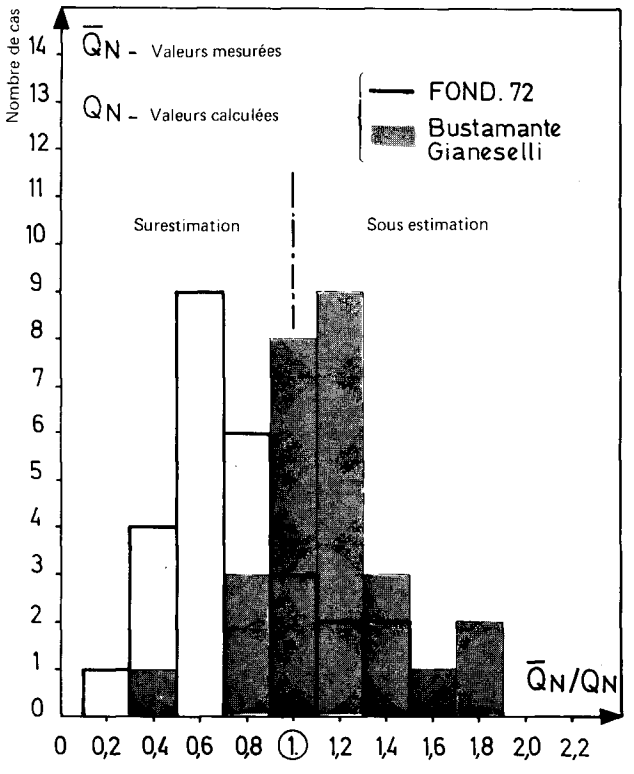

Fig. 5

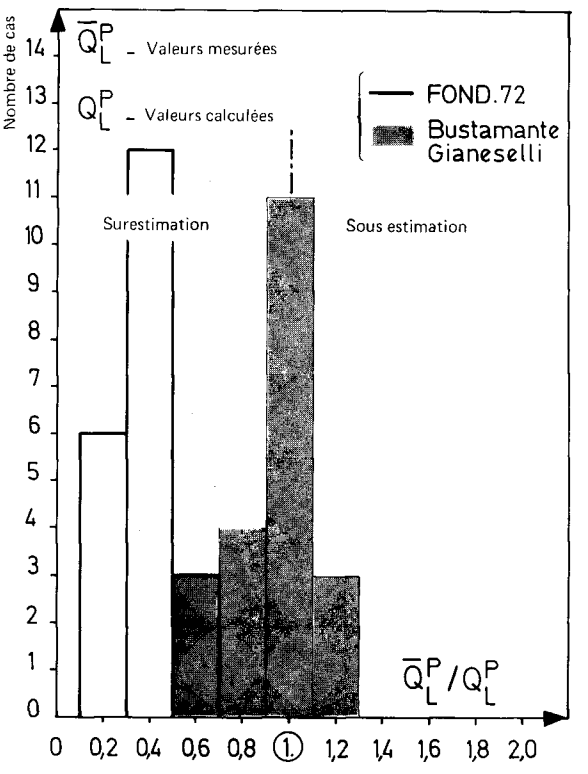

Fig. 6

CONSÉQUENCES DU RÉAJUSTEMENT DES RÈGLES PÉNÉTROMÉTRIQUES

Dans le but de chiffrer l'incidence du réajustement des paramètres caractéristiques k_c et α sur la portance et, en particulier, sur la portance nominale prévisionnelle Q_N, on a comparé les valeurs de celles-ci, calculées d'après les prescriptions du document FOND. 72 et des tableaux III et IV, aux valeurs expérimentales $\overline{Q}_N$ déduites de la charge critique Q_c (*).

La comparaison n'a été effectuée que pour des résultats de pieux sollicités jusqu'à la charge limite $\overline{Q}_L$ et, lorsqu'un même pieu avait fait l'objet de plusieurs chargements consécutifs, pour le premier chargement uniquement.

L'histogramme relatif aux portances nominales (fig. 5) permet de constater un resserrement des valeurs extrêmes et, fait important, une réduction des portances surestimées.

On notera que la prise en compte des nouveaux paramètres, en dépit d'une réduction sensible des facteurs de portance k_c, n'amène pas de sous-dimensionnement systématique des pieux ou, en d'autres termes, à rallonger leurs fiches pour des portances identiques. On constate aussi que les nouveaux paramètres permettent de réduire assez nettement le sous-dimensionnement.

(*) On rappelle que $\overline{Q}_N$ est obtenu en frappant la charge critique de fluage Q_c d'un coefficient de sécurité minorateur égal à 1,4.

La figure 6 met bien en évidence l'incidence du réajustement du facteur k_c sur la résistance de pointe Q_L^P.

Enfin, on constate que, dans l'ensemble, l'adoption de nouvelles valeurs k_c et α conduit à situer les charges prévisionnelles d'un pieu plus près de la réalité que ne permettaient de le faire les règles proposées par le document FOND. 72.

CONCLUSIONS

La réalisation d'un nombre important d'essais de chargement en vraie grandeur, avec mesure de la résistance de pointe et du frottement latéral, a fourni les données expérimentales permettant de proposer une méthode de prévision de la propriété portante des fondations profondes basées sur l'utilisation de la résistance de pointe q_c mesurée au pénétromètre statique CPT.

On a pu toutefois constater que :

– la prédominance de sols compacts, ou à structures complexes, sur le territoire français rendait impossible, dans plus de la moitié des cas, toute mise en œuvre du pénétromètre CPT et, par voie de conséquence, toute application de la méthode de calcul associée;

– dans le cas où l'on disposait d'un profil pénétrométrique, la méthode de prévision associée apparaissait d'une manière générale comme moins fiable que la méthode de calcul basée sur l'essai pressiométrique.

Enfin, le manque ou le trop petit nombre de données relatives à certaines fondations laissent penser que la méthode de calcul proposée reste perfectible, mais que seule la multiplication des essais de chargement en vraie grandeur, réalisés sur fondations profondes dûment instrumentées et selon un mode opératoire normalisé, offrira la possibilité de mieux cerner la réalité.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

[1] BEGEMANN H. K., *The use of the static soil penetrometer in Holland*, New Zeland Engineering, févr. 1963.

[2] VAN DER WEEN, *Prévision de la capacité portante d'un pieu à partir de l'essai de pénétration statique*, 4e CIMS, Vol. II, 1957.

[3] DINESH MOHAN, VIRENDRA KUMAR, Load bearing capacity of piles, Geotechnique Inter., *J. Soil Mech.*, Vol. 13, **1**, mars 1963, p. 76-86.

[4] MÉNARD L., Calcul de la force portante des fondations sur la base des résultats des essais pressiométriques, *Sols-Soils*, **5**, juin 1963, p. 9-28.

[5] FOND. 72, Fondations courantes d'ouvrages d'art, LPC-SETRA, oct. 1972.

[6] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., Prévision de la capacité portante des pieux isolés sous charge verticale. Règles pressiométriques et pénétrométriques, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **113**, mai-juin 1981, p. 83-108.

[7] JÉZÉQUEL J.-F., BUSTAMANTE M., Mesure des élongations dans les pieux et tirants à l'aide d'extensomètres amovibles, *Travaux*, **489**, déc. 1975.

[8] PROJET DE MODE OPÉRATOIRE LCPC : l'essai statique de fondations profondes, mai 1972.

[9] BUSTAMANTE M., GIANESELLI L., *Capacité portante des pieux isolés sous charge statique*, Rapp. int. section fondations du LCPC, déc. 1978-1979.

[10] CAMBEFORT H., CHADEISSON R., *Critère pour l'évaluation de la force portante d'un pieu*, Proc. 5th Int. Conf. Sol Mech. Found. Eng., 1961.

[11] CSTB, Travaux de fondations profondes pour le bâtiment, *Doc. Tech. unifié*, **132**, juin 1978.

[12] JÉZÉQUEL J.-F., Les pénétromètres statiques. Influence du mode d'emploi sur la résistance de pointe, *Bull. liaison Labo. P. et Ch.*, **36**, janv.-févr. 1969, p. 151-160.

[13] AMAR S., BAGUELIN F., JÉZÉQUEL J.-F., NAZARET J.-P., Utilisation du pénétromètre statique dans les Laboratoires des Ponts et Chaussées, *Ann. ITBTP*, **340**, juin 1976.

[14] PHILIPPONNAT G., Méthode pratique de calcul d'un pieu isolé à l'aide du pénétromètre statique, *R. Fr. Géotech.*, **10**, févr. 1980, p. 55-64.